

MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA VERIFICAR LA ESTABILIDAD Y RESISTENCIA DE LOS CERRAMIENTOS DE LADRILLO

María Concepción del Río Vega
Doctor Arquitecto

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS CERRAMIENTOS
3. CERRAMIENTO CONFINADO ENTRE FORJADOS
 - 3.1. FUNCIONAMIENTO EN ARCO
 - 3.1.1. ANÁLISIS EN PRIMER ORDEN
 - 3.1.2. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN
 - 3.1.3. SOLUCIONES PARA RESTITUIR LA CONDICIÓN DE ENTREGA
 - 3.1.4. COMPROBACIONES ADICIONALES
 - 3.2. FUNCIONAMIENTO EN PLACA
 - 3.2.1. SUSTENTACIÓN EN FORJADOS Y SOPORTES
4. CERRAMIENTO AUTOPORTANTE ANCLADO A FORJADOS O MUROS
 - 4.1. ANÁLISIS A PANDEO POR ACCIÓN GRAVITATORIA
 - 4.2. EDIFICIOS EN ALTURA. SOLUCIONES DE APOYO
5. CERRAMIENTO CON JUNTA HORIZONTAL DE MOVIMIENTO
 - 5.1. FUNCIONAMIENTO EN PLACA
 - 5.1.1. SUSTENTACIÓN EN BASE Y SOPORTES
 - 5.2. FUNCIONAMIENTO EN VIGA
 - 5.2.1. SÓLO SUSTENTACIÓN EN SOPORTES
6. CONCLUSIÓN

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento tiene por objeto presentar las herramientas y los modelos de análisis disponibles, para verificar el cumplimiento de las condiciones de estabilidad y resistencia exigibles a la hoja exterior de los cerramientos de fachada convencionales, contruidos con fábrica de ladrillo, en general, a cara vista.

Los procedimientos de análisis que se exponen se fundamentan en modelos clásicos de las Teorías de Mecánica Estructural y Resistencia de Materiales, aplicados con las condiciones y restricciones particulares que se presentan habitualmente en los cerramientos de ladrillo utilizados en fachadas. Algunos de ellos aparecen explícita o implícitamente indicados en Códigos y Normas relacionados con el tema, circunstancia que se indicará en cada caso.

La principal finalidad del documento es suministrar al proyectista que utiliza este tipo constructivo, las herramientas para la comprobación de la solución concreta adoptada en cada situación en la fase de proyecto; y tomar decisiones acerca de las medidas correctoras, en caso de ser necesarias, para adoptarlas en la fase de ejecución. La toma de decisiones de proyecto requiere, en muchos casos, conocer algunos parámetros que sólo pueden ser deducidos a partir del análisis; y para adoptar medidas correctoras eficaces es imprescindible identificar las variables que intervienen en el fenómeno en cuestión y cuantificar su influencia.

Con objeto de facilitar esta tarea, además de presentar los modelos clásicos de comportamiento, se desarrolla, en cada caso, el procedimiento a seguir, aplicado a un ejemplo concreto que, entendemos, responde a las carac-

terísticas típicas de lo que puede ser un cerramiento convencional. Ello sirve de pretexto, además, para dar una idea del orden de magnitud de los resultados, y establecer el rango de viabilidad correspondiente a cada solución planteada.

Es importante destacar que la intención de partida al redactar este documento fue la de restringir su alcance a los cerramientos “convencionales” de fábrica de ladrillo a cara vista. La primera cuestión era, por tanto, precisar qué se entiende por convencional, para deslindarlo claramente de lo que no lo es. No lo hemos conseguido; de hecho, aquí se presentan situaciones pretendidamente convencionales en su planteamiento, que necesitan recursos adicionales para su correcta solución. Pero el debate en este sentido carece de interés. Lo importante es que, una vez más, la decisión del proyectista acerca de adoptar o no, una solución convencional, no puede tomarse “a priori”; casi siempre es una consecuencia del análisis, unida a requisitos de calidad más o menos exigentes, lo que determina si las condiciones particulares de cada caso permiten permanecer en el rango de lo que se puede resolver de forma convencional, o en qué sentido ese rango ha sido superado, con objeto de adoptar los recursos más adecuados.

Si entendemos por “convencional”, en una primera aproximación, el tipo de cerramiento constituido por fábricas que no forman parte de la estructura portante del edificio, pero que están sustentadas en ella, sin ningún tipo de dispositivo o estructura auxiliar; en general, el rango que lo determina estará limitado por las dimensiones de la estructura portante (distancia entre soportes y forjados, altura del edificio, separación entre juntas) y por el tipo de sustentación posible, que podrán adaptarse en mayor o menor medida a los requisitos propios que demanda el elemento sustentado. Las múltiples combinaciones entre las variables que intervienen dan lugar a otras tantas situaciones, por lo que no es posible realizar ninguna clasificación excluyente¹.

La necesidad de incorporar elementos de conexión auxiliares, además de los disponibles por la estructura portante del edificio, para resolver adecuadamente el comportamiento mecánico del cerramiento; es decir, la necesidad de utilizar recursos “no convencionales”, en el sentido indicado anteriormente, puede ser producto del análisis o imponerse como medida preventiva frente a determinados efectos no deseados. En el primer caso, cuando la demanda es consecuencia del análisis, es posible dimensionar su cuantía y justificar el cumplimiento de su función. A ello se dedica, fundamentalmente, el contenido de este documento.

Los modelos de análisis que se presentan son, en general, los que se refieren a la justificación del cumplimiento de estados límite últimos (condiciones de estabilidad y resistencia) frente a las acciones que inciden sobre los cerramientos, fundamentalmente peso propio y acción horizontal de viento, sin incluir acción sísmica; aunque sí incluyendo efectos de segundo orden.

Las condiciones de servicio, relativas a la funcionalidad del cerramiento, quedan fuera del alcance de este documento, ya que no existen modelos corroborados para proceder a su cuantificación; si bien, en cada caso planteado se indican los factores que intervienen en la estimación del riesgo de fisuración, y los recursos adecuados para prevenirlo.

Conviene indicar que, para el desarrollo de los ejemplos, ha sido preciso utilizar determinados parámetros relacionados con las características mecánicas y resistentes del material. Éstos se han deducido utilizando los criterios del Eurocódigo-6 porque, aunque se trata de una Norma Experimental, que no es de obligado cumplimiento, su contenido se refiere específicamente al caso que nos ocupa; a falta de una Norma Básica vigente en la actualidad que pueda aplicarse al caso particular de las fábricas de ladrillo utilizadas como cerramiento.

2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS CERRAMIENTOS

La primera condición esencial de carácter mecánico que debe cumplir el cerramiento, como cualquier otro elemento constructivo, es su estabilidad.

Verificar la estabilidad de un elemento supone encontrar una situación posible de equilibrio estable frente a las agresiones de tipo mecánico (acciones y reacciones) que inciden sobre él. Esta situación de equilibrio debe conseguirse a costa de tensiones soportables por el material, cuyo análisis constituye el objetivo de la verificación de

¹ No puede decirse que un cerramiento es convencional cuando la altura entre plantas no supera, por ejemplo los 3,00m; porque dependerá del tipo de entrega en los forjados, o del número de plantas del edificio; o que un cerramiento deja de ser convencional con distancias entre soportes superiores, por ejemplo, a 5,00m; porque dependerá de la altura entre forjados y del tipo de conexión

los requisitos resistentes; y, además, en condiciones aceptables para la función que debe desempeñar el elemento, cuyo control es el objetivo de la comprobación de las condiciones de servicio.

La forma convencional de construir la hoja exterior de un cerramiento de fábrica consiste en confinarlo entre la estructura portante del edificio, generalmente constituida por pórticos de hormigón o acero, y forjados de hormigón. Las acciones fundamentales a las que debe hacer frente el cerramiento son de dos tipos: gravitatorias, originadas al menos por su propio peso; y horizontales, debidas a la acción de viento².

En estas condiciones, el tipo estructural en el que se pueden incluir los cerramientos para su análisis es el de “placa” sustentada en los bordes. En general, la sollicitación predominante es de flexión, combinada en mayor o menor medida con sollicitación axial de compresión. En este sentido, la acción gravitatoria no suele ser condicionante para el dimensionado, puesto que debido a que el material que nos ocupa es de carácter pétreo, en la mayoría de los casos, se trata de una acción “estabilizante” y, por tanto, favorable para el comportamiento mecánico³.

Los esfuerzos fundamentales que se generan en los cerramientos confinados entre una estructura porticada corresponden, por tanto, al traslado de la fuerza ocasionada por el viento, a través del paño o celda comprendida entre los elementos estructurales (soportes y vigas de fachada o zunchos de borde de forjado). La flexión producida en un elemento superficial para este traslado de fuerzas de dirección perpendicular al elemento será de carácter bidireccional en mayor o menor medida, según las proporciones del paño, y las condiciones de sustentación en los bordes.

En general, la distancia entre forjados suele estar comprendida en una horquilla de valores relativamente estrecha, mientras que la distancia entre soportes oscila entre valores muy dispersos; pudiendo, incluso, no existir soportes en fachada.

En los casos en los que no existan soportes disponibles para la sustentación del cerramiento; o en los que la distancia entre ellos sea muy superior a la altura libre de planta, el comportamiento anteriormente descrito degenera en flexión vertical (unidireccional) entre forjados.

Análogamente, si se destruye la conexión del cerramiento con los forjados, el comportamiento degenera en flexión horizontal (unidireccional) entre soportes, siendo imprescindible la presencia de los mismos para el funcionamiento mecánico⁴.

En un análisis en rotura, la proporción de flexión en una u otra dirección, no sólo depende de la proporción de dimensiones y número de bordes sustentados, sino además de la relación entre las distintas capacidades resistentes de la fábrica. Ello supone evaluar un prorrateo de resistencias para realizar el análisis correspondiente⁵.

3. CERRAMIENTO CONFINADO ENTRE FORJADOS

El primer tipo constructivo que planteamos para presentar los procedimientos de análisis y verificación, corresponde a la situación de cerramiento confinado entre forjados.

Se ha elegido este caso como punto de partida por varias razones. En primer lugar, los forjados siempre existen, entendiendo que estamos hablando de cerramientos convencionales de edificios de pisos; incluso los edificios industriales, tales como naves, sin forjado propiamente dicho en cubierta, poseen vigas de coronación en el borde.

La sustentación de los paños en los forjados o en vigas de borde siempre es posible, mientras que la presencia de soportes en fachada no es tan general como sería deseable, al menos con luces de dimensión parecida a la altura libre de plantas. Lo normal es que, si existen soportes estructurales disponibles en la fachada del edificio, las luces entre ellos sean del orden del doble de la altura entre plantas, por lo que su presencia tiene poca trascendencia en el análisis. En esta situación, es decir, con el cerramiento confinado entre forjados sin soportes donde poder sustentarse, el comportamiento mecánico del mismo corresponde al caso de elemento sollicitado fundamentalmente a flexión vertical, con luz de flexión igual a la altura entre plantas. Se trata de la situación más fácilmente generalizable y, por otra parte, la más sencilla de analizar.

² Existen acciones de otra naturaleza, como son el sismo, fuego, explosiones, etc., que no se incluyen por quedar fuera del alcance de este documento.

³ Sólo en determinadas situaciones, y ante esfuerzos no deseados generados por condiciones impuestas en la sustentación, la sollicitación de compresión con la flexión asociada que implica el pandeo, puede convertirse en sollicitación fundamental para determinar el dimensionado.

⁴ Pueden existir situaciones intermedias. Por ejemplo, el caso recomendado en los manuales de buena práctica, en el que el cerramiento se sustenta en el forjado en su base, y la conexión en cabeza se resuelve mediante una junta horizontal de movimiento para evitar acumulaciones de tensión no deseadas. En este caso, el comportamiento sería el de placa sustentada en tres bordes (bidireccional).

⁵ Esta circunstancia supone, además, que se puede modificar el comportamiento interviniendo únicamente en la capacidad resistente de la propia fábrica, sin alterar el resto de condiciones; por ejemplo, a base de incorporar armadura en los tendeles se puede aumentar notablemente la resistencia a flexión horizontal, llegando incluso a ser despreciable la componente de flexión vertical entre forjados.

La acción fundamental para verificar las condiciones de resistencia y estabilidad corresponde a la acción de viento. La acción gravitatoria, cuando se debe solamente al propio peso del paño entre forjados, no tiene entidad suficiente para producir tensiones elevadas y, sin embargo, combinada con la acción horizontal tiene efecto favorable; razón por la cual, en la mayoría de los casos se desprecia.

La estabilidad que es necesario verificar es la tendencia al vuelco. Para evitar el vuelco ante la acción gravitatoria no se precisa ninguna condición especial en el apoyo, puesto que el propio movimiento de vuelco genera un efecto de acodado que lo imposibilita. Si la dimensión del apoyo en la base fuera extremadamente reducido, el acodamiento podría producirse a costa de tensiones de compresión elevadas, pero bastan escasos milímetros para conseguir resistir con suficiente seguridad esta acción. Eludimos este análisis porque siempre resulta trivial.

Queda, por tanto, estudiar el comportamiento ante la acción de viento. Aunque, efectivamente, el traslado de esta acción a los extremos en los que se sustenta el cerramiento supone una solicitud de flexión; sin embargo, debido a que el cerramiento es un elemento extenso cuyas secciones extremas están confinadas, el trabajo estructural puede conseguirse prescindiendo de las tracciones. Para ello es suficiente que sea posible encajar, en el espesor del cerramiento, un arco que reproduzca el antifunicular de las cargas, siempre que los extremos estén suficientemente coaccionados para poder generar la reacción oblicua correspondiente.

Este funcionamiento para el traslado de cargas, con solicitud exclusivamente de compresión, es el conocido como “efecto arco”; y se desarrolla siempre que la forma del elemento (en este caso, el espesor del muro) lo permita, puesto que se trata del funcionamiento estructural más rentable energéticamente. Si no existe materializado el “tirante” necesario, es imprescindible que puedan desarrollarse las correspondientes reacciones oblicuas en los extremos.

3.1. FUNCIONAMIENTO EN ARCO

Los “arcos de descarga” que pueden formarse en el espesor del cerramiento son infinitos, puesto que se trata de arcos parabólicos con el valor de la “sagita” o flecha sin determinar. Arcos muy peraltados, conducen a valores elevados del canto de la sección resistente, pero a bloques comprimidos muy reducidos y, por tanto, muy tensos. Por el contrario, los arcos más tendidos, conducen a cantos menores de la sección resistente, pero con bloques comprimidos más holgados.

Lo cierto es que el arco que se origina realmente será el que precise menor energía de deformación y, por consiguiente, sería posible deducir su geometría particular con un sencillo cálculo de mínimos⁶. Sin embargo, y con objeto de evitar justificaciones adicionales, hemos seguido el criterio indicado en el artículo 4.1.5 “Comprobación del efecto arco en muros entre sustentaciones”, del EC-6 parte 1-3.

En el mencionado artículo se indica la dimensión del brazo eficaz de la sección resistente, incorporando el efecto de segundo orden, que es imprescindible introducir en el análisis cuando la esbeltez supera un determinado valor.

En apartados sucesivos se indica el procedimiento operativo a seguir, así como las comprobaciones adicionales y limitaciones a tener en consideración cuando se utiliza este modelo de comportamiento.

3.1.1. ANÁLISIS EN PRIMER ORDEN

El procedimiento de verificación de las condiciones de resistencia consiste esencialmente en obtener la máxima solicitud producida por la acción de viento y compararla con la capacidad resistente del cerramiento convertido en “arco de descarga”, comprobando que se cumple la inecuación siguiente:

$$M_{S\delta} < M_{R\delta}$$

Según lo anterior, la comprobación resistente está planteada en términos de sección, comparando la solicitud con la capacidad resistente. El estado tensional no queda reflejado explícitamente en la inecuación de comparación, aunque por tratarse de un análisis lineal, puede deducirse inmediatamente el margen de seguridad disponible, por si fuere necesario introducir tensiones adicionales procedentes de otras causas.

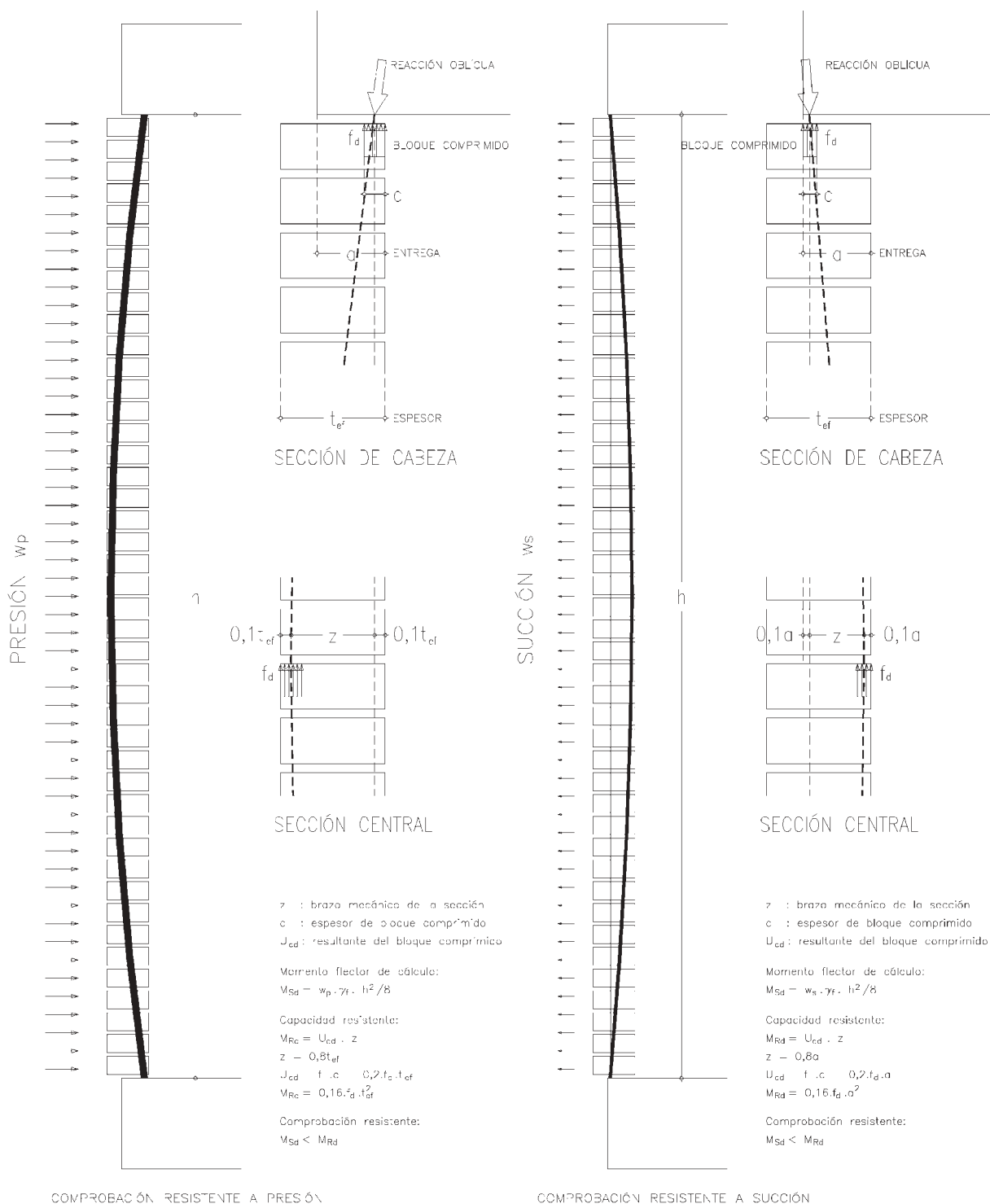
⁶ El profesor J.L. de Miguel ha deducido por este procedimiento el valor de la flecha del arco, obteniendo que es igual a 2/3 del espesor.

La tensión máxima de cálculo producida por la acción de viento sería:

$$\sigma_{\delta} = f_k \cdot M_{Sd} / \gamma_M M_{R\delta}$$

El esquema resistente y los parámetros fundamentales que intervienen, así como las fórmulas de aplicación se ilustran en la hoja gráfica que se adjunta.

Se desarrolla, a continuación, un ejemplo práctico para facilitar la aplicación del procedimiento, eligiendo un caso que puede ser representativo de las situaciones habituales, y cuyas características geométricas se mantendrán en todos los ejemplos.





EJEMPLO 1: CERRAMIENTO CONFINADO ENTRE FORJADOS. ANÁLISIS EN PRIMER ORDEN. ENTREGA 8cm.

Características geométricas:

Cerramiento de ladrillo confinado entre forjados sin soportes en fachada.

Altura libre de planta: $h = 2,70\text{m}$.

Espesor eficaz (1/2 pie formato castellano): $t_{ef} = 115\text{mm}$.

Ancho de la entrega en forjados: $a = 80\text{mm}$.

Características mecánicas:

Resistencia a compresión de las piezas: $f_b = 10\text{N/mm}^2$.

Resistencia a compresión del mortero (M-4): $f_m = 4\text{N/mm}^2$.

Resistencia a compresión de la fábrica: $f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} = 3,8\text{N/mm}^2$.

(Con $K = 0,60(\text{N/mm}^2)^{0,10}$ según el art. 3.6.2.2 del EC-6)

Valor característico de la acción de viento:

Presión: $w_p = 0,8 \times 0,75\text{kN/m}^2 = 0,6\text{kN/m}^2$.

Succión: $w_s = 0,4 \times 0,75\text{kN/m}^2 = 0,3\text{kN/m}^2$.

(Según NBE-AE-88 para edificio de altura $10\text{m} < H < 30\text{m}$)

Coefficiente de seguridad de la fábrica: $\gamma_M = 2,5$

(Según la Tabla 2.2 de EC-6 para valores medios de control y categoría de fabricación)

Coefficiente de seguridad de acciones: $\gamma_f = 1,50$

(Según la Tabla 2.2 de EC-6, para acciones variables de efecto desfavorable)

Parámetros de cálculo:

Comprobación a PRESIÓN:

Máximo momento flector de cálculo: $M_{Sd,presión} = w_p g_f h^2 / 8 = 0,82\text{m.kN/metro}$.

Ancho del bloque comprimido: $c = 0,2 t_{ef} = 23\text{mm}$ (Ver esquema)

Resultante de fuerzas del bloque comprimido: $U_{cd} = f_{cd} c = f_k c / \gamma_M = 34,96\text{kN/metro}$.

Brazo eficaz de la sección resistente: $z_{presión} = 0,8 t_{ef} = 92\text{mm}$.

Capacidad resistente a momento flector: $M_{Rd,presión} = U_{cd} z_{presión} = 3,22\text{m.kN/metro}$.

Comprobación de resistencia: $M_{Sd,presión} < M_{Rd,presión}$

$M_{Sd} = w_p \gamma_f h^2 / 8 = 0,6 \times 1,50 \times 2,70^2 / 8 = 0,82\text{m.kN/m} < M_{Rd} = 34,96 \times 0,092 = 3,22\text{m.kN/m}$. VALE

Comprobación a SUCCIÓN:

Máximo momento flector de cálculo: $M_{Sd,succión} = w_s \gamma_f h^2 / 8 = 0,41\text{m.kN/metro}$.

Ancho del bloque comprimido: $c = 0,2 a = 16\text{mm}$ (Ver esquema)

Resultante de fuerzas del bloque comprimido: $U_{cd} = f_{cd} c = f_k c / \gamma_M = 24,32\text{kN/metro}$.

Brazo eficaz de la sección resistente: $z_{succión} = 0,8 a = 64\text{mm}$.

Capacidad resistente a momento flector: $M_{Rd,succión} = U_{cd} z_{succión} = 1,56\text{m.kN/metro}$.

Comprobación de resistencia: $M_{Sd,succión} < M_{Rd,succión}$

$M_{Sd} = w_s \gamma_f h^2 / 8 = 0,3 \times 1,50 \times 2,70^2 / 8 = 0,41\text{m.kN/m} < M_{Rd} = 24,32 \times 0,064 = 1,56\text{m.kN/m}$. VALE

Debido a que el comportamiento frente a la presión de viento no es exactamente simétrico al que se genera frente a la succión, a causa de las condiciones particulares de entrega en los forjados, se ha calculado el mismo cerramiento para ambos casos.

Observando las variables que intervienen en cada caso, debe notarse que, frente a la presión interviene el espesor total del cerramiento; mientras que, frente a la succión, sólo cuenta como espesor el ancho de la entrega en el forjado. Por otra parte, la presión de viento suele considerarse con valor doble que la succión. Por todo ello, en principio, la verificación requiere el análisis para los dos sentidos. En las situaciones en las que se disponga una entrega total (cerramientos retranqueados respecto del borde del forjado), no cabe duda de que la acción determinante será la presión; por el contrario, en las situaciones en las que la entrega sea del orden de la mitad del espesor o menor, la acción que determina la validez de la comprobación resistente será la succión.

En cualquier caso, es la entrega del forjado en el cerramiento el parámetro fundamental que determina un correcto comportamiento. El otro parámetro fundamental es la altura libre de planta, que generalmente está impuesto por las características del proyecto. Más exactamente, es la relación entre la entrega y la altura, lo que define los límites de un posible funcionamiento por efecto arco; nunca la relación entre la entrega y el espesor total, como se define en algunos manuales al uso⁷.

3.1.2. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN

De las ecuaciones de comprobación resistente utilizadas en el ejemplo, podría deducirse la máxima altura libre que admitiría el cerramiento en esas condiciones de entrega; o bien, la entrega mínima admisible en esas condiciones de altura; o cualquier combinación límite entre ambas.

Con una sencilla operación se deduciría que, para la entrega especificada de 8cm, podría llegarse a una altura de planta de $j \approx 5,27m$!! Y para la altura de 2,80m bastaría una entrega de $j \approx 4,1cm$!! Con una entrega de 6cm, aproximadamente la mitad del espesor del cerramiento, podría llegarse a 3,90m de altura. (Los valores se han deducido con las condiciones de succión, puesto que son las que más limitan en este caso).

Estos valores están muy por encima de los usuales, y no se corresponden con el comportamiento que puede observarse en situaciones reales. Efectivamente, existe una fuerte restricción al funcionamiento por efecto arco de los cerramientos. Esta restricción, fundamentalmente relativa a la esbeltez, es la impuesta por los efectos de segundo orden, que no han sido considerados en el ejemplo, y que deben incluirse en el análisis siempre que la esbeltez supere el valor 25, tal como indica el EC-6, parte 1-3, en el artículo 4.1.5.

Los efectos de segundo orden hacen que el fenómeno no sea lineal, como pudiera parecer observando las ecuaciones de comprobación en primer orden; de manera que, si se modifica la esbeltez, no pueden deducirse proporcionalmente los resultados.

Considerar los efectos de segundo orden supone analizar el elemento con la geometría que le corresponde tras la deformación. La acción horizontal, actuando sobre el cerramiento, lo deforma; de manera que el brazo eficaz considerado inicialmente se reduce, disminuyendo en la misma proporción la capacidad resistente. El análisis en segundo orden supone un proceso iterativo que puede no llegar a converger.

Este fenómeno, que no es otro que el conocido como “pandeo”, pero aplicado a la sollicitación fundamental, que es la producida por la acción de viento, constituye la causa principal de la fuerte restricción que tiene el funcionamiento por arco de los cerramientos. Y la variable fundamental que lo determina no es la resistencia del material sino que, una vez más, se trata de la esbeltez.

Cuando la esbeltez es baja, los efectos de segundo orden no tienen trascendencia y, además, como se ha visto en el ejemplo anterior, la verificación de las condiciones resistentes se consigue con notable holgura. Por el contrario, cuando la esbeltez es elevada, el proceso no converge, y el fallo se produce por inestabilidad, resultando ser mucho más peligroso que el debido a resistencia. Según esto, cabe pensar (no lo demostraremos aquí) que la resistencia de la fábrica a compresión no llega a exhibirse nunca, por lo que no constituye un parámetro que tenga demasiada trascendencia en el comportamiento mecánico, pudiéndose evitar engorrosos ensayos y controles de la resistencia de la fábrica cuando se utiliza únicamente como cerramiento.

En general, se entiende por esbeltez la relación entre la altura y el espesor. En el caso que nos ocupa, para definir la esbeltez, debe tomarse el espesor completo, en el caso de presión; y el ancho de la entrega, en el caso de succión. La esbeltez interviene en el fenómeno elevada al cuadrado, mientras que el valor de la carga interviene linealmente. Ello supone que, salvo en los casos de entrega completa o casi completa, es la succión la acción que resulta pésima para el cerramiento, a pesar de tener valores menores que la presión, puesto que debe analizarse con valores de esbeltez notablemente más elevados.

En este caso, la comprobación se realiza en términos de tensión, comparando la máxima tensión del bloque comprimido con el valor de la resistencia de cálculo de la fábrica, debiéndose verificar el cumplimiento de la inequación siguiente:

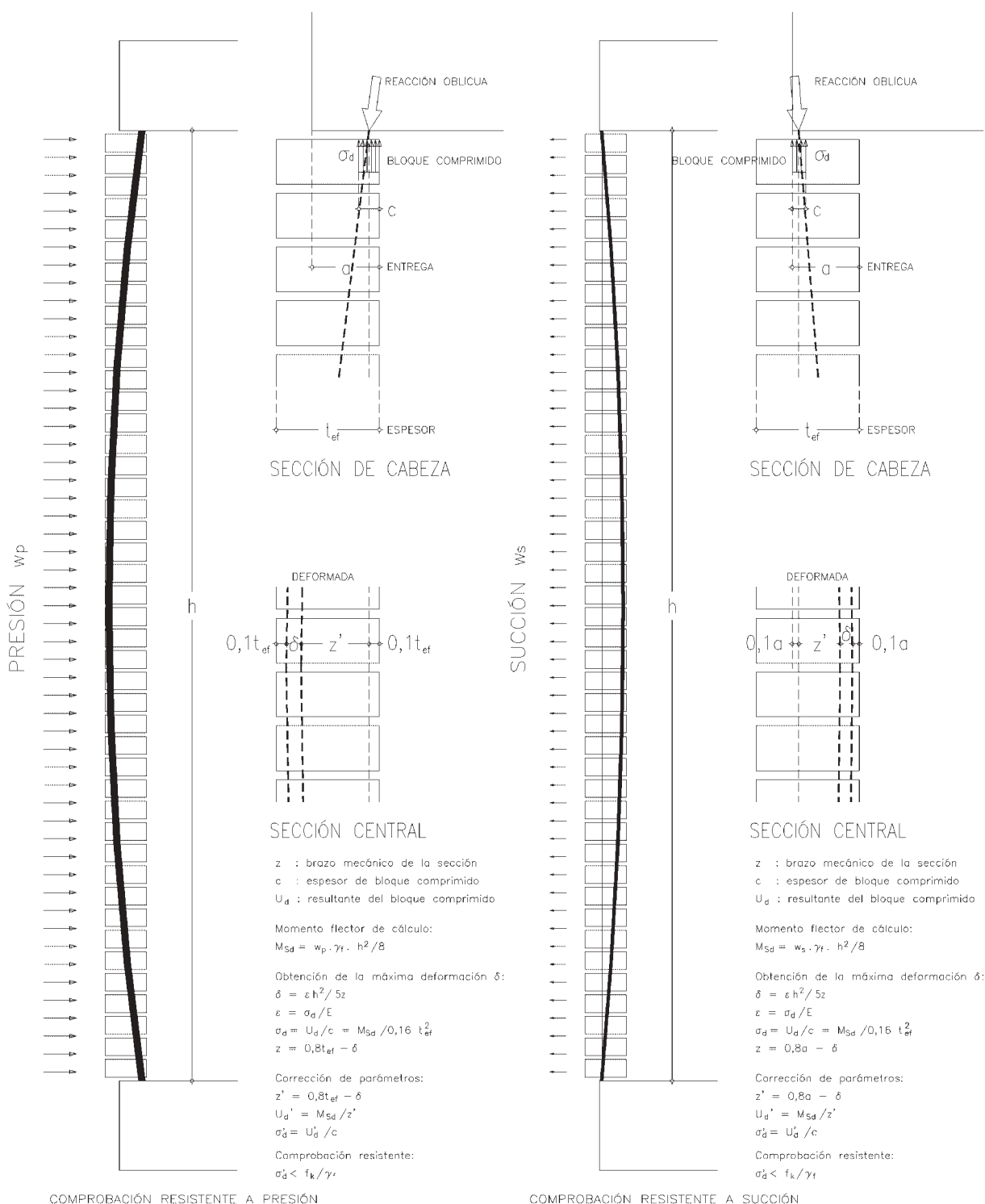
⁷ Ello significa que una reducción del ancho de entrega en obra, respecto a lo especificado en proyecto, por causas inherentes al proceso constructivo, no implica necesariamente la invalidez de las condiciones de apoyo del cerramiento; implica solamente la necesidad de rehacer el cálculo con la nueva dimensión real.

$$\sigma_d < f_k / \gamma_M$$

En la hoja gráfica que se adjunta, se ilustra el esquema resistente en segundo orden, así como las fórmulas para la obtención de los parámetros que intervienen.

A continuación se desarrolla el mismo ejemplo anterior, analizando sólo la succión con los efectos de segundo orden.

Con objeto de que el ejemplo pueda servir para constatar la trascendencia que tiene en el análisis una modificación de las condiciones de apoyo, se ha analizado el mismo ejemplo para dos valores diferentes de entrega en el forjado, en previsión de que, a pesar de que se trata de la variable que se manifiesta más sensible en el comportamiento, sin embargo, es la más difícil de precisar en proyecto y la que la que puede presentar mayores oscilaciones debidas al proceso de ejecución.





EJEMPLO 2: CERRAMIENTO CONFINADO ENTRE FORJADOS. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN. ENTREGA 8cm.

Características geométricas:

Cerramiento de ladrillo confinado entre forjados sin soportes en fachada.

Altura libre de planta:	$h=2,70\text{m}.$
Espesor eficaz (1/2 pie formato castellano):	$t_{ef}=115\text{mm}.$
Ancho de la entrega en forjados:	$a=80\text{mm}.$

Características mecánicas:

Resistencia a compresión de las piezas:	$f_b=10\text{N/mm}^2.$
Resistencia a compresión del mortero (M-4):	$f_m=4\text{N/mm}^2.$
Resistencia a compresión de la fábrica:	$f_k=K f_b^{0,65} f_m^{0,25}=3,8\text{N/mm}^2.$
Valor característico de la acción de viento:	
Succión:	$w_s=0,4 \times 0,75\text{kN/m}^2=0,3\text{kN/m}^2.$
Coefficiente de seguridad de la fábrica:	$\gamma_M=2,5$
Coefficiente de seguridad de acciones:	$\gamma_F=1,50$
(Las características anteriores son las mismas que las definidas en el ejemplo 1)	
Módulo de elasticidad de la fábrica:	$E=1.000 f_k=3.800\text{N/mm}^2.$
(Según el artículo 3.8.2, apartado 2) del EC-6)	

Parámetros de cálculo:

Comprobación a SUCCIÓN:	
Máximo momento flector de cálculo:	$M_{Sd,succión}=w_s \gamma_F h^2 / 8 = 0,41\text{m.kN/metro}.$
Ancho del bloque comprimido:	$c=0,2a=16\text{mm}$ (Ver esquema)
Brazo eficaz inicial de la sección resistente:	$z_0=0,8a=64\text{mm}.$
Valor de la tensión inicial:	$\sigma_{d,0}=U_{d,0}/c=M_{Sd}/z_0.c=0,40\text{N/mm}^2.$
Valor de la deformación unitaria inicial:	$\epsilon_0=\sigma_{d,0}/E=0,40/3.800=1,05 \times 10^{-4}.$
Valor de la flecha inicial:	$\delta_0=\epsilon_0 h^2 / 5 z_0 = 2,4\text{mm}.$
Corrección del valor de z:	$z_1 = z_0 - \delta_0 = 62\text{mm}.$
Corrección del valor de la tensión:	$\sigma_{d,1}=U_{d,1}/c=M_{Sd}/z_1.c=0,41\text{N/mm}^2.$
(El incremento de tensión es menor de un 3%, por lo que se considera estabilizado el proceso)	
Comprobación resistente:	$\sigma_{d,1}=0,41\text{N/mm}^2 < f_k/\gamma_M = 1,52\text{N/mm}^2. \text{ VALE}$

EJEMPLO 3: CERRAMIENTO CONFINADO ENTRE FORJADOS. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN. ENTREGA 6cm.

Características geométricas:

Cerramiento de ladrillo confinado entre forjados sin soportes en fachada.

Altura libre de planta:	$h=2,70\text{m}.$
Espesor eficaz (1/2 pie formato castellano):	$t_{ef}=115\text{mm}.$
Ancho de la entrega en forjados:	$a=60\text{mm}.$

Características mecánicas:

Resistencia a compresión de las piezas:	$f_b=10\text{N/mm}^2.$
Resistencia a compresión del mortero (M-4):	$f_m=4\text{N/mm}^2.$
Resistencia a compresión de la fábrica:	$f_k=K f_b^{0,65} f_m^{0,25}=3,8\text{N/mm}^2.$
Valor característico de la acción de viento:	
Succión:	$w_s=0,4 \times 0,75\text{kN/m}^2=0,3\text{kN/m}^2.$

Coefficiente de seguridad de la fábrica:	$\gamma_M = 2,5$
Coefficiente de seguridad de acciones:	$\gamma_F = 1,50$
Módulo de elasticidad de la fábrica:	$E = 1.000 f_k = 3.800 \text{ N/mm}^2$
(Las características anteriores son las mismas que las definidas en el ejemplo 2)	

Parámetros de cálculo:

Comprobación a SUCCIÓN:

Máximo momento flector de cálculo:	$M_{Sd,succión} = w_s \gamma_F h^2 / 8 = 0,41 \text{ m.kN/metro.}$
Ancho del bloque comprimido:	$c = 0,2a = 12 \text{ mm}$ (Ver esquema)
Brazo eficaz inicial de la sección resistente:	$z_0 = 0,8a = 48 \text{ mm.}$
Valor de la tensión inicial:	$\sigma_{d,0} = U_{d,0}/c = M_{Sd}/z_0 \cdot c = 0,71 \text{ N/mm}^2$
Valor de la deformación unitaria inicial:	$\epsilon_0 = \sigma_{d,0}/E = 0,71/3.800 = 1,87 \times 10^{-4}$
Valor de la flecha inicial:	$\delta_0 = \epsilon_0 h^2 / 5 z_0 = 5,7 \text{ mm.}$
Corrección del valor de z:	$z_1 = z_0 - \delta_0 = 42 \text{ mm.}$
Corrección del valor de la tensión:	$\sigma_{d,1} = U_{d,1}/c = M_{Sd}/z_1 \cdot c = 0,81 \text{ N/mm}^2$
(El incremento de tensión es del 14%; repetimos el proceso para comprobar la convergencia)	
Corrección de la deformación unitaria:	$\epsilon_1 = \sigma_{d,1}/E = 0,81/3.800 = 2,13 \times 10^{-4}$
Corrección de la flecha:	$\delta_1 = \epsilon_1 h^2 / 5 z_1 = 7,4 \text{ mm.}$
Corrección del valor de z:	$z_2 = z_1 - \delta_1 = 35 \text{ mm.}$
Corrección del valor de la tensión:	$\sigma_{d,2} = U_{d,2}/c = M_{Sd}/z_2 \cdot c = 0,98 \text{ N/mm}^2 < f_k/\gamma_M$
(El incremento de tensión ahora es del 22%; no llega a agotarse la sección, pero el proceso iterativo no converge).	
El procedimiento de comprobación a seguir en estos casos consiste en suponer una deformación final, obtener la tensión final, y comprobar que la deformación real para esa tensión es menor que la supuesta.	
Flecha final supuesta ($z_0/2$):	$\delta_{final} = 24 \text{ mm}$
Valor final de z:	$z_{final} = z_0 - \delta_{final} = 48 \text{ mm} - 24 \text{ mm} = 24 \text{ mm.}$
Valor de la tensión final:	$\sigma_{d,final} = U_{d,final}/c = M_{Sd}/z_{final} \cdot c = 1,42 \text{ N/mm}^2$
Valor de la deformación final:	$\epsilon_{final} = \sigma_{d,final}/E = 1,42/3.800 = 3,75 \times 10^{-4}$
Valor de la flecha final real:	$\delta_{final} = \epsilon_{final} h^2 / 5 z_{final} = 23 \text{ mm} < 24 \text{ mm}$
(El supuesto es válido. Procedemos a comprobar la tensión)	
Comprobación resistente:	$\sigma_{d,final} = 1,42 \text{ N/mm}^2 < f_k/\gamma_M = 1,52 \text{ N/mm}^2$. VALE

El ejemplo anterior pone de manifiesto lo indicado anteriormente, acerca de la enorme sensibilidad que tiene este funcionamiento en arco a las condiciones de entrega en los forjados⁸. Con una entrega de 8 cm, se halla en perfectas condiciones de estabilidad y holgado de resistencia. Con una pequeñísima variación de la entrega (de 8 cm a 6 cm) sigue cumpliendo la condición resistente sin llegar a agotar su capacidad, pero se encuentra en el límite de la inestabilidad por “pandeo”, en el sentido amplio de la palabra⁹.

Para el ejemplo elegido, si en proyecto se ha especificado una entrega de 8 cm, sólo queda disponible una tolerancia de 2 cm para poder justificar el correcto comportamiento mecánico del cerramiento. Evidentemente, la tolerancia es muy pequeña. No obstante, si por diversas razones, que no pueden preverse en la fase de proyecto, no existe posibilidad de dotar al cerramiento de las condiciones necesarias de entrega en el forjado, no significa necesariamente que haya que invalidar la solución. Tampoco parece sensato utilizar soluciones desproporcionadamente caras a priori en “previsión de imprevistos” (valga el juego de palabras) que, como tales, no sabemos si tendrán lugar ni en qué sentido pueden afectar a lo proyectado.

Si existe una desviación en obra respecto a lo especificado en proyecto, la actitud razonable es adoptar medidas correctoras que resulten adecuadas para suplir las condiciones que han sido alteradas. Como ya se indicó al principio, casi siempre es el resultado del análisis el que indica cuál es la condición que se ha visto alterada, en cuánta medida y en qué sentido. En el funcionamiento descrito, las condiciones fundamentales que deberán controlarse, son las condiciones de entrega en el forjado, íntimamente relacionadas con la altura libre de planta, por lo que carece de sentido establecer prescripciones o exigencias en términos absolutos.

⁸ Nótese que siempre decimos “entrega” en el forjado y no “apoyo” en el forjado, para dar mejor idea de la verdadera función que tiene este requisito.

⁹ Quizás esta conclusión puede resultar alarmante. En realidad no lo es. Debe tenerse en cuenta que en el análisis se han introducido los coeficientes de seguridad que establece el EC-6, por lo que se trata de un dimensionado estricto para la seguridad exigida, como deben ser todos los dimensionados que proceden de un análisis, pues para eso se hace. Podríamos expresar la conclusión de la siguiente forma, que probablemente produce mayor tranquilidad: “el análisis demuestra que el cerramiento es estable con seguridad de 1,5 y resistente con seguridad de 1,6”.

3.1.3. SOLUCIONES PARA RESTITUIR LA CONDICIÓN DE ENTREGA

Con objeto de conseguir el objetivo fundamental de este trabajo, que es facilitar al proyectista la toma de decisiones, se indican a continuación algunos recursos que pueden utilizarse para restituir las condiciones de entrega, cuando éstas resulten insuficientes¹⁰.

El primer recurso es obvio y, además, el más barato. Consiste sencillamente en rehacer el cálculo con las condiciones reales.

Los resultados del ejemplo desarrollado anteriormente parecen indicar que existe muy poco margen de maniobra en el funcionamiento por efecto arco. Lo cierto es que las hipótesis de partida se han elegido algo forzadas, con objeto de utilizarlo como pretexto para exponer el procedimiento a seguir cuando el análisis en segundo orden no converge.

Los edificios de dimensiones domésticas que, por otra parte, constituyen el campo de aplicación más habitual del tipo constructivo de cerramiento que aquí se estudia, en general tienen valores de altura libre entre forjados algo inferiores a 2,70m. A poco que se reduzca la altura libre, el margen disponible se desahoga suficientemente.

Además, para edificios de menos de 10m de altura total (más o menos tres plantas), la acción de viento se reduce en un 50%, lo que permite una mayor holgura en las tolerancias.

La utilización de ladrillo con formato catalán, permite establecer tolerancias mayores sin poner en peligro la estabilidad del aplacado del frente del forjado.

Si las condiciones de entrega son claramente insuficientes; o si la solución constructiva del cerramiento impide el confinamiento entre forjados, en general puede adoptarse cualquier dispositivo que restituya las reacciones necesarias en los extremos del arco. El dispositivo complementario puede ser un perfil con puntos de anclaje, o simplemente una platabanda de acero con los mismos puntos de anclaje o, aún con menor costo, bastarían únicamente los puntos de anclaje. Debe destacarse que lo que se trata de restituir son las condiciones de entrega ante acción horizontal, y no las condiciones de apoyo ante acción gravitatoria que permanecen idénticas en todos los casos.

El elemento fundamental que debe ser objeto de dimensionado es el dispositivo de anclaje. Tanto si existe perfil o platabanda interpuestos, como si son los propios elementos de anclaje los que quedan embutidos en la fábrica, son éstos los que deben transmitir, en última instancia, la reacción al forjado.

La reacción generada por el funcionamiento en arco tiene dos componentes: horizontal y vertical. La componente horizontal debe equilibrar a la acción de viento a nivel planta, y la reacción vertical es exactamente la resultante del bloque comprimido del arco en la sección del extremo.

La componente horizontal produce en los puntos de anclaje una sollicitación de compresión o tracción, según se trate de resistir presión o succión, respectivamente. La componente vertical produce esfuerzos de cortadura, siempre que no esté contrarrestada con carga gravitatoria procedente del peso de plantas superiores. Por este motivo, la situación pésima suele corresponder a las últimas plantas del edificio.

Con los valores deducidos del análisis anterior y, en función de la capacidad resistente a tracción y cortadura de los elementos de anclaje, puede calcularse exactamente la separación de los mismos.

Esfuerzo de tracción a resistir por los anclajes: $R_{h,d} = w_s \gamma_f h$ (por unidad de longitud)

Separación entre puntos de anclaje: $s_1 = R_{h,d} / T_{m\acute{a}x} = w_s \gamma_f h / T_{m\acute{a}x}$,

siendo:

$R_{h,d}$:	componente horizontal de la reacción de extremo
w_s :	acción de viento en succión
γ_f :	coeficiente de seguridad de acciones
h :	altura de planta (o altura entre filas horizontales de anclaje)
$T_{m\acute{a}x}$:	resistencia de cálculo a tracción de cada punto de anclaje

¹⁰ Hay que aclarar aquí que la razón por la cual las condiciones de entrega pueden ser insuficientes no sólo procede de errores o mala calidad de ejecución. Muchas veces la propia solución constructiva dificulta una entrega holgada en el forjado. Otras veces, por voluntad del proyectista, se separa completamente el cerramiento del borde del forjado para dejar espacio a una cámara ventilada. Otras veces, no existe borde de forjado donde realizar ninguna entrega, por ejemplo en el caso de revestimiento de túneles.

Esfuerzo de cortadura a resistir por los anclajes:

$$R_{v,d} = 0,2 f_k t_{ef} / \gamma_M$$

Separación entre puntos de anclaje:

$$s_2 = R_{v,d} / V_{m\acute{a}x} = 0,2 f_k t_{ef} / \gamma_M V_{m\acute{a}x}$$

siendo:

$R_{v,d}$:	componente vertical de la reacción de extremo (obtenida por capacidad)
f_k :	resistencia de la fábrica a compresión
t_{ef} :	espesor del cerramiento
γ_M :	coeficiente de seguridad de la fábrica
$V_{m\acute{a}x}$:	resistencia de cálculo a cortadura de cada punto de anclaje

Separación definitiva entre puntos de anclaje: $s = \min(s_1, s_2)$

Con los resultados del ejemplo anterior, si se disponen puntos de anclaje cada 1,00 m; cada uno de ellos deberá tener una resistencia a tracción de cálculo de 1,22 kN; y una resistencia a cortadura de cálculo de 35 kN (este último valor se puede contrarrestar con carga vertical en cabeza).

Los elementos interpuestos, tales como perfiles, platabandas, etc., no tienen función resistente; sólo pueden justificarse por requisitos de carácter constructivo.

Existe otro recurso disponible para los casos en los que las condiciones de entrega requeridas sean incompatibles con el espesor elegido para el cerramiento; por ejemplo en situaciones en las que la altura entre plantas exceda de los 3,00 m, con espesor de 1/2 pie. Consiste en renunciar al modelo de funcionamiento en arco, y efectuar el análisis según el modelo de placa, aprovechando la capacidad a flexión bidireccional de la fábrica. Para ello, es imprescindible la presencia de soportes en fachada; pueden ser los mismos de la estructura portante del edificio, o bien elementos verticales resistentes a flexión, dispuestos a tal efecto. El procedimiento de verificación con este modelo de comportamiento se expone en apartados sucesivos.

3.1.4. COMPROBACIONES ADICIONALES

El modelo de funcionamiento en arco necesita determinados requisitos, cuyo cumplimiento debe controlarse en la fase de proyecto, puesto que puede ser determinante para un correcto comportamiento.

En primer lugar, la reacción oblicua generada en cabeza precisa contrapeso para ser contrarrestada. En realidad se produce una descompresión de los soportes, que es preciso controlar sobre todo en la última planta. La componente vertical de la reacción en el ejemplo propuesto, tiene un valor de 35 kN por metro lineal (valor de cálculo obtenido por capacidad; realmente puede ser algo menor). Esta fuerza debe compensarse con el peso del forjado transmitido a la viga de borde, lo cual suele ser posible, sin dificultad, para luces y cargas de piso normales. Si el forjado transcurre paralelo al cerramiento, y el confinamiento se produce contra en zuncho de borde, no suele haber carga suficiente y puede producirse un destensado del arco que invalida su funcionamiento. El recurso en estos casos es disponer un peto pesado en cubierta.

Otra precaución a tener en cuenta es la posibilidad de variaciones dimensionales del cerramiento. Un acortamiento en altura reduce el valor de la reacción, pudiendo llegar a anularla. Debido a que la fábrica de ladrillo experimenta cambios en el sentido de aumentar sus dimensiones, lo habitual es que el efecto que haya que controlar sea el contrario, del cual hablaremos a continuación.

La presencia de huecos obliga a realizar un análisis local para verificar la posibilidad de transmisión de esfuerzos a los bordes de los mismos. Normalmente los cargaderos y carpinterías desempeñan un papel fundamental en esta transmisión. Si la disposición de huecos es de forma corrida en horizontal, no es posible el funcionamiento en arco tal y como se ha descrito, debiendo recurrirse a otros modelos en los que se ven implicadas la rigidez y forma de sustentación del cargadero correspondiente.

Además de las comprobaciones adicionales indicadas anteriormente, es preciso conocer y evaluar las posibles implicaciones del cerramiento con la estructura portante del edificio, con objeto de poder controlar y evaluar efectos no deseados que ocasionan, en general, tensiones adicionales a las evaluadas anteriormente.

El efecto más destacado es la posible acumulación de carga a través del cerramiento, por imposibilidad de flexión de la viga o zuncho de borde donde se acodala.

Ello ocurre siempre que el cerramiento arranca de un elemento muy rígido (como puede ser una viga de cimentación o la cabeza del muro de sótano, que es lo habitual)¹¹. En este caso, es posible que la sección de arranque tenga que soportar, no sólo el peso propio debido a una planta, sino el correspondiente a todas las plantas conectadas.

Si la viga de borde es de carga, la acumulación puede afectar también a las acciones procedentes del forjado, que descenderán por el elemento más rígido; en este caso, el cerramiento convertido inevitablemente en muro de carga. Aunque este efecto pueda parecer calamitoso, en realidad no tiene trascendencia desde el punto de vista resistente. Ello se debe a que el efecto de “pandeo” ante la acción gravitatoria, para la cual es cerramiento no está dimensionado, acude en defensa del mismo, reduciendo drásticamente su capacidad resistente, y obligando a la carga a volver a la estructura para la cual ha sido dimensionada. Todo ello se produce a costa de fisuración, pero la verificación resistente no requiere comprobaciones adicionales. Las precauciones deben tomarse a la hora de dimensionar la estructura del edificio. Constituye una norma de buena práctica, dotar a las vigas de borde de notable rigidez¹². Para prevenir el riesgo de fisuración del cerramiento por este motivo, el recurso utilizado es desconectarlo del forjado, mediante una junta horizontal de movimiento, sellada con un material altamente compresible. Este recurso anula totalmente el funcionamiento por arco. En el capítulo 5 de este documento se indica el procedimiento de verificación de las condiciones resistentes, para distintos casos resueltos con junta horizontal de movimiento.

Si el cerramiento se confina contra un zuncho de borde, paralelo al forjado, el efecto de acumulación de carga, ahora sólo la debida al peso propio del cerramiento, produce consecuencias diferentes según de qué planta se trate. En plantas altas, el peso propio supone una tensión adicional de compresión que no suele tener trascendencia e, incluso, cuando las condiciones de entrega son insuficientes por falta de contrapeso, puede tener un efecto beneficioso¹³.

En plantas intermedias, la compresión en aumento convierte paulatinamente la flexión simple en compresión compuesta, pasando a convertirse en sollicitación crítica la compresión excéntrica con pandeo a carga gravitatoria; y siendo objeto de comprobación la planta inferior, por ser la más sollicitada. El modelo de análisis difiere sustancialmente del que corresponde al funcionamiento en arco, y es exactamente el mismo que debe utilizarse para el caso de comprobación de cerramientos autoportantes. El capítulo 4 de este documento expone el procedimiento a seguir.

El fenómeno de expansión por humedad que presentan los materiales cerámicos produce un efecto de incremento de tensión de compresión similar al descrito por acumulación de carga. Con factores de expansión elevados (0,7 por mil o superiores) la tensión adicional correspondiente por este fenómeno puede ser superior a la debida al resto de las acciones, por lo que no puede obviarse en el análisis¹⁴. El recurso para prevenir este efecto consiste en disponer juntas horizontales, a distancias similares a las que se recomiendan en vertical.

Una precaución especial a tener en cuenta, es el control de las condiciones de puesta en obra del “retacado” del cerramiento contra el forjado superior. La utilización de morteros no adecuados puede suponer tensiones adicionales, de la misma naturaleza que las indicadas anteriormente, con riesgo de colapso por pandeo. Por el contrario, la falta de contacto efectivo entre el cerramiento y el forjado, puede impedir que se desarrolle la reacción en cabeza imprescindible para el funcionamiento supuesto. El procedimiento de ejecución de la unidad de obra correspondiente al cerramiento, cuando la estabilidad se confía a su conexión con los forjados por contacto, sin elementos auxiliares, debe ser objeto de una minuciosa relación de especificaciones en el Pliego de Prescripciones Técnicas del proyecto, y de un exhaustivo control en la fase de ejecución.

11 Hay que destacar que el fenómeno que aquí se expone es el contrario al que debe a la excesiva deformabilidad o flechas diferidas del forjado.

12 En estructuras de vigas planas y luces importantes, un procedimiento muy rentable para aumentar significativamente la rigidez del pórtico de fachada sin aumentar el canto de las vigas, consiste en intercalar “maineles” o pilastras entre los soportes estructurales. Ello convierte el pórtico en una gran viga Vierendel, lo que supone una drástica disminución de su deformabilidad.

13 La tensión adicional debida al peso propio de una planta de 2,70m de altura, para un cerramiento de γ pie, que pese a razón de 15kN/m^3 , supone $s_d = 15\text{kN/m}^3 \times 1,35 \times 2,70\text{m} = 55\text{kN/m}^2 = 0,055\text{N/mm}^2$, en valor de cálculo, menos del 4% de la tensión soportable por el material.

14 Una idea del orden de magnitud que supone el efecto de expansión por humedad es el siguiente: un factor de expansión medio, de valor 0,5 por mil, en una fábrica de deformabilidad a largo plazo de valor 1 por mil, con una proporción de juntas de mortero del 16%, con los extremos coaccionados, supone una tensión de compresión de valor $s_d = 0,5 \times 0,84 \times f_d = 0,42 f_d$; es decir, el 42% de la tensión de cálculo disponible.

3.2. FUNCIONAMIENTO EN PLACA

Uno de los recursos indicados en los casos en los que el funcionamiento por arco presenta deficiencias es utilizar el modelo que corresponde al tipo estructural de “placa”.

El funcionamiento en placa supone flexión bidireccional, ello supone que deben existir elementos de sustentación disponibles o colocados ex profeso, tanto verticales como horizontales. Además, supone admitir la presencia de tracciones, cuyo valor de servicio determinará, en cada caso, el riesgo de fisuración correspondiente.

La resistencia a flexión de las fábricas está reconocida por el EC-6, aunque con valores de cálculo excesivamente conservadores, a falta de ensayos específicos, y con determinadas reservas que no son de aplicación al caso que nos ocupa¹⁵.

3.2.1. SUSTENTACIÓN EN FORJADOS Y SOPORTES

En este apartado y en los que siguen, se supone que la conexión a los soportes se realiza mediante dispositivos de anclaje. Si el confinamiento de la fachada entre forjados puede conseguirse con relativa facilidad, no ocurre lo mismo cuando el confinamiento se pretende entre soportes.

La dificultad de conseguir un correcto comportamiento, cuando se confía la sustentación a los soportes de fachada al “retacado”, se debe a diversas razones. La fundamental es que este procedimiento exige condiciones de entrega similares a las necesarias contra el forjado, y ello supone inevitablemente debilitar el paño al paso por los soportes. La solución constructiva idónea consiste en pasar el cerramiento con todo su espesor por delante de los soportes, y ello exige dispositivos de anclaje específicos para transmitir la reacción correspondiente.

El resto de razones están relacionadas con los inconvenientes y riesgo de fisuración que conlleva la conexión de elementos que tienen condiciones de deformación, en general, incompatibles. En este sentido, los dispositivos de anclaje más adecuados son los que permiten total libertad de movimiento en el plano de fachada, impidiendo lógicamente, el movimiento de vuelco.

Los paños de fachada reciben directamente la acción del viento cuando incide según la dirección perpendicular a su plano, y la transmiten, por flexión, a los bordes. La acción será de presión o succión, según el sentido del viento. Basta con estudiar el caso de la presión, debido a que la magnitud del esfuerzo es mayor.

Las bases del análisis se desarrollan en el capítulo 4 de la parte 1-3 del EC-6, titulado “Proyecto de Muros de Fábrica con Acciones Laterales”.

Los procedimientos para la determinación de esfuerzos y comprobación de los mismos se detalla en el apartado 4.1.4 “Comprobación de muros sustentados a lo largo de sus bordes”; donde indica explícitamente que se deben tener en cuenta las propiedades de la fábrica en las dos direcciones ortogonales, existiendo un rateo ortogonal de resistencias, dependiente de la pieza y el mortero empleados.

Según esto, es preciso determinar el valor del momento de cálculo en cada una de las dos direcciones, y compararlo con las respectivas capacidades resistentes de la fábrica.

Los parámetros que intervienen son los respectivos valores de resistencias a flexión en cada una de las dos direcciones, denominadas como “flexión horizontal con rotura perpendicular a los tendeles, f_{xk2} ” y “flexión vertical con rotura paralela a los tendeles, f_{xk1} ”.

El proceso general de comprobación comprende los siguientes pasos:

Determinar las resistencias características a flexión de la fábrica en cada dirección, f_{xk1} y f_{xk2} .

Obtener la relación entre ambas “ μ ”, denominada “rateo ortogonal”.

Obtener el coeficiente de flexión “ α ”, que depende de μ , de la continuidad en los bordes y de la relación de dimensiones altura/longitud del muro. Este coeficiente se facilita en la Tabla 4.1.

Comparar el momento de cálculo correspondiente a flexión en cada dirección con las respectivas capacidades resistentes de la fábrica.

¹⁵ La reserva que hace el EC-6 en el artículo 3.6.4, apartado 3), a la consideración de resistencia a flexión vertical de las fábricas, se refiere textualmente a los casos en los que “la rotura del muro pueda originar colapso o pérdida total de estabilidad de la estructura, o en el proyecto sismorresistente”. Es obvio que se refiere a muros estabilizantes de una estructura, cuyo equilibrio depende de ellos, no a muros que sólo deben soportarse a sí mismos, sin función estructural asignada. En los apartados que tratan las acciones laterales, el EC-6 utiliza la resistencia a flexión de las fábricas, tanto horizontal como vertical, sin ninguna reserva.

Las ecuaciones de comprobación son las siguientes:

Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{Sd,2} = \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_Q \cdot L^2 \leq M_{Rd,2} = f_{xk2} \cdot Z / \gamma_M$$

Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical):

$$M_{Sd,1} = \mu \cdot \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_Q \cdot L^2 \leq M_{Rd,1} = f_{xk1} \cdot Z / \gamma_M$$

donde:

α	es el coeficiente de flexión (Tabla 4.1 de la parte 1-3).
μ	$= f_{xk1} / f_{xk2}$ es el rateo ortogonal de resistencias a flexión.
L	es la longitud del muro entre apoyos.
w_k	es la acción característica de viento por unidad de superficie.
Z	$= t^2 / 6$ es el módulo resistente de la sección de muro.
t	es el espesor del muro.
f_{xk2}	es la resistencia característica de la fábrica a flexión horizontal.
f_{xk1}	es la resistencia característica de la fábrica a flexión vertical.
γ_Q	es el coeficiente parcial de seguridad de acciones.
γ_M	es el coeficiente parcial de seguridad del material.

Si el muro está cargado, aunque sólo sea debido a su propio peso, puede incrementarse la resistencia a flexión vertical f_{xk1} , por efecto de la tensión debida a la carga vertical permanente. Esta modificación influye en el valor del rateo ortogonal μ que, a su vez interviene en la obtención del coeficiente de flexión α . Puede adoptarse, a todos los efectos, el siguiente valor de resistencia a flexión vertical:

$$f_{xk1 \text{ aparente}} = f_{xk1} + \gamma_M \cdot \sigma_{dp}$$

Donde:

f_{xk1}	es la resistencia a flexión vertical, según el apartado 3.2.
γ_M	es el coeficiente parcial de seguridad del material.
σ_{dp}	es la tensión debida a carga vertical permanente de cálculo en el muro a la altura considerada, no pudiendo ser superior a $0,25 \text{ N/mm}^2$.

En el ejemplo siguiente se ilustra la aplicación práctica del procedimiento. El ejemplo es el mismo que el utilizado anteriormente, pero ahora suponiendo la existencia de soportes en fachada, a los que puede conectarse el cerramiento con puntos de anclaje. El mismo análisis vale para distintos casos de conexión a forjados: por confinamiento o por puntos de anclaje.

EJEMPLO 4: **CERRAMIENTO ENTRE FORJADOS** **CON ANCLAJES A SOPORTES. Luz: 4,00m**

Características geométricas:

Paño apoyado en cuatro bordes, con laterales en continuidad (tipo G, Tabla 4.1 de EC-6).

Altura libre entre plantas: $h = 2,70 \text{ m}$.

Luz entre soportes: $L = 4,00 \text{ m}$.

Espesor eficaz: $t_{ef} = 115 \text{ mm}$

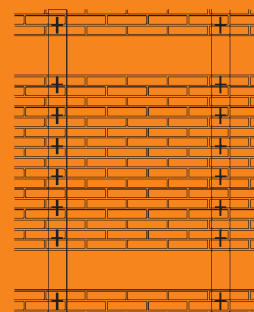
Características mecánicas:

Resistencia a compresión de la fábrica: $f_k = 3,8 \text{ N/mm}^2$.

Resistencia a flexión paralela a los tendeles: $f_{xk1} = 0,20 \text{ N/mm}^2$.

Resistencia a flexión perpendicular a los tendeles: $f_{xk2} = 0,1 f_k = 0,38 \text{ N/mm}^2$.

Módulos resistentes por unidad de longitud/altura: $Z_1 = Z_2 = t_{ef}^2 / 6 = 2204 \text{ mm}^2 \cdot \text{m}$



Valor característico de la acción de viento:	$w_p = 0,6 \text{ kN/m}^2$.
Coefficiente de seguridad de la fábrica:	$\gamma_M = 2,5$
Coefficiente de seguridad de acciones:	$\gamma_f = 1,50$
Peso propio de la fábrica:	$\rho = 15 \text{ kN/m}^3$.

Parámetros de cálculo:

Tensión normal debida a p.propio (a media altura):	$\sigma_{dp} = 15 \text{ kN/m}^3 \times 1,35 \text{ m} = 0,02 \text{ N/mm}^2$.
Resistencia a flexión aparente paralela a tendeles.	$f_{xk1,aparente} = f_{xk1} + \gamma_M \sigma_{dp} = 0,25 \text{ N/mm}^2$.
Momento flector último en flexión vertical:	$M_{Rd,1} = Z_1 \cdot f_{xk1,aparente} / \gamma_M = 0,220 \text{ m.kN/m}$
Momento flector último en flexión horizontal:	$M_{Rd,2} = Z_2 \cdot f_{xk2} / \gamma_M = 0,335 \text{ kN.m/m}$
Rateo ortogonal:	$\mu = f_{xk1,aparente} / f_{xk2} = 0,66$
Relación de dimensiones:	$h/L = 0,67$
Valor del coeficiente α de flexión horizontal:	$\alpha = 0,023$
Valor del momento de cálculo a flexión vertical:	$M_{Sd,1} = \mu \cdot \alpha \cdot w_p \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,66 \times 0,023 \times 0,6 \times 1,50 \times 4,00^2 = 0,218 \text{ m.kN/m}$
Valor del momento de cálculo a flexión horizontal:	$M_{Sd,2} = \alpha \cdot w_p \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,023 \times 0,6 \times 1,50 \times 4,00^2 = 0,331 \text{ m.kN/m}$
Comprobación resistente:	$M_{Sd,1} = 0,218 \text{ m.kN/m} < M_{Rd,1} = 0,220 \text{ m.kN/m}$. VALE $M_{Sd,2} = 0,331 \text{ m.kN/m} < M_{Rd,2} = 0,335 \text{ m.kN/m}$. VALE

Puede observarse que el cumplimiento de las condiciones resistentes es estricto.

Por otra parte, las estructuras de pórticos de hormigón o acero tienen, frecuentemente, luces entre soportes superiores a 4,00m. Con luces superiores, o tramos extremos o aislados, no es posible dotar de resistencia a flexión suficiente al cerramiento, para resistir la presión de viento; a menos que se considere un aumento de espesor.

Si se desea mantener el espesor de 1/2 pie, existen dos procedimientos para mejorar las hipótesis de partida:

El primero consiste en disponer pilastras intercaladas entre los soportes existentes, consiguiendo luces no superiores a las obtenidas en el análisis. Las pilastras son elementos resistentes sólo a flexión, y pueden colocarse, bien exteriores al muro invadiendo la cámara de aire y conectando con los correspondientes anclajes; o bien embutidas en la fábrica, en forma de armadura vertical plana, con objeto de estrangular lo mínimo posible la sección del muro.

El otro procedimiento consiste en incorporar armadura en los tendeles, de forma que prevalezca la flexión horizontal, dimensionada para la luz de soportes existente. El procedimiento de análisis correspondiente se indica en el último capítulo de este documento.

O mejor aún, la combinación de ambos, que consiste en disponer un entramado de armaduras, tanto verticales como horizontales; con lo que se consigue modificar esencialmente el comportamiento, en el sentido de incorporar las propiedades de ductilidad a un material pétreo en origen. Ello permite, además, liberar completamente a la fábrica de las tensiones de tracción, que se canalizan a través de las armaduras, con la consiguiente disminución del riesgo de fisuración que conlleva. Para profundizar en este tema, remitimos al lector a la bibliografía y normativa existente sobre fábrica armada y sistemas de albañilería integral, que quedan fuera del alcance de este documento.

4. CERRAMIENTO AUTOPORTANTE ANCLADO A FORJADOS O MUROS

Se ha incluido el procedimiento para el análisis de los cerramientos autoportantes, por dos razones fundamentales, aun siendo conscientes de que este tipo constructivo puede quedar al margen de lo que se entiende estrictamente por convencional.

La primera razón se debe a que cada día proliferan en mayor medida las soluciones de fachada que pretenden mejorar, en lo posible, su comportamiento higrotérmico. El recurso más generalizado, para ello, consiste en dis-

poner una hoja exterior continua, pasando por delante de los frentes de forjado, para dejar espacio a una cámara ventilada con aislamiento. Entendemos que esta solución, en razón del auge que va ganando día a día, no podía quedar fuera de la gama de posibilidades que aquí se presentan.

El segundo motivo tiene que ver con el modelo de análisis. La situación mecánica que corresponde a un cerramiento en las condiciones anteriores, es decir, autoportante con posibilidad de anclaje a forjados o muros situados en su trasdós, es idéntica a la situación de los cerramientos confinados entre los zunchos de borde de forjados, que deben resistir el efecto de una posible acumulación de carga, por tener el arranque en un elemento muy rígido y zunchos de apoyo con la flexión impedida.

Aunque la solución de construir cerramientos autoportantes para permitir el paso de una cámara ventilada es relativamente novedosa, lo cierto es que el comportamiento mecánico que le corresponde es idéntico al de las soluciones pretendidamente convencionales, cuando se dan las circunstancias indicadas anteriormente.

4.1. ANÁLISIS A PANDEO POR ACCIÓN GRAVITATORIA

En la solución de cerramiento autoportante o, en los casos de posible acumulación de carga, como ya se ha indicado anteriormente, además de dimensionar cada paño para resistir la acción horizontal de viento correspondiente a su planta, es preciso realizar una comprobación adicional, introduciendo el efecto de la acción gravitatoria.

El estado de sollicitación de cada planta evoluciona desde la flexión simple, en plantas altas (con tensiones de compresión despreciables y, en cualquier caso, favorables) hasta la compresión compuesta, cuya sección crítica es la correspondiente al arranque.

El objeto de la comprobación adicional de las condiciones resistentes es, por tanto, únicamente el paño de planta baja; puesto que debe suponerse correcto el comportamiento en los paños comprendidos entre otros dos ya verificados.

La sección de arranque es la más solicitada en un análisis de primer orden. A compresión, por razones obvias (debe resistir la totalidad del peso que gravita sobre ella). A flexión producida por la acción de viento también es la más solicitada, aunque las razones parecen ser no tan obvias, si se tiene en cuenta algunos de los manuales al uso. Es frecuente encontrar indicaciones acerca de la consideración del grado de empotramiento del paño en los extremos. Muchas de ellas coinciden en suponer los extremos “*apoyados*”, lo que implica considerar momento nulo (es decir, libertad total de giro) en el arranque. No hay nada más contrario a la realidad. Si el arranque es un elemento infinitamente rígido, lo que realmente tiene valor nulo es el giro; por consiguiente, en muros con carga vertical, las condiciones de sustentación que deben considerarse en la base son las correspondientes a “*empotramiento perfecto*”.

La sección central del tramo de planta baja tiene algo menos de carga que la sección de arranque, pero en cambio le corresponde la máxima excentricidad adicional por efecto del pandeo. En segundo orden, es la sección más solicitada. Y de nuevo es la esbeltez del tramo, el parámetro que determina la validez de las condiciones resistentes.

El método de verificación es muy simple. Consiste en estimar la máxima sollicitación a esfuerzo normal en la sección central de planta baja, y compararla con la capacidad resistente, reducida por los efectos de la excentricidad y el pandeo. Este método está detallado pormenorizadamente en el artículo 4.4 del EC-6, parte 1-1.

A continuación se detalla el procedimiento, utilizando como pretexto el mismo ejemplo analizado en los casos anteriores, pero suponiendo que existe riesgo de acumulación de la carga correspondiente a cinco plantas.



EJEMPLO 5: CERRAMIENTO AUTOPORTANTE ANCLADO EN FORJADOS. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN. ALTURA MÁXIMA: 5 PLANTAS.

Características geométricas:

Cerramiento de ladrillo autoportante anclado a frentes de forjado.	
Altura libre de planta:	$h = 2,70\text{m.}$
Máximo número de plantas sobre el arranque:	5 plantas.
Altura total (con cantos de forjado de 30cm):	$h_{\text{total}} = 15,00\text{m.}$
Altura desde la sección central de planta baja:	$h_{\text{cri}} = 13,50\text{m.}$
Espesor eficaz (1/2 pie castellano):	$t_{\text{ef}} = 115\text{mm.}$

Características mecánicas:

Resistencia a compresión de las piezas:	$f_b = 10\text{N/mm}^2.$
Resistencia a compresión del mortero (M-4):	$f_m = 4\text{N/mm}^2.$
Resistencia a compresión de la fábrica:	$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} = 3,8\text{N/mm}^2.$
Densidad de la fábrica:	$\rho = 15\text{kN/m}^3.$
Valor característico de la acción de viento:	
Presión:	$w_p = 0,8 \times 0,75\text{kN/m}^2 = 0,6\text{kN/m}^2.$
Coeficiente de seguridad de la fábrica:	$\gamma_M = 2,5$
Coeficiente de seguridad de acciones:	
Gravitatoria:	$\gamma_G = 1,35$
Viento:	$\gamma_Q = 1,50$

Parámetros de cálculo:

Comprobación de la sección de arranque:	
Esfuerzo normal debido a peso propio:	$N_{\text{Sd}} = \rho t_{\text{ef}} h_{\text{cri}} \gamma_G = 31,4\text{kN/m.}$
Máximo flector debido a la presión de viento:	$M_{\text{Sd}} = w_p \gamma_Q h^2 / 8 = 0,82\text{m.kN/m.}$
(Se supone apoyo infinitamente rígido, por lo que en base hay empotramiento perfecto)	
Excentricidad en la sección de arranque:	$e = M_{\text{Sd}} / N_{\text{Sd}} = 26\text{mm.}$
Excentricidad relativa al espesor:	$e = 0,23 t_{\text{ef}}.$
Esbeltez:	$h/t_{\text{ef}} = 270/11,5 = 23,5$
Factor reductor por excentricidad y esbeltez:	$\Phi = 0,20.$
(Según tabla A.1 del EC-6, parte 1-1)	
Capacidad resistente de la sección:	$N_{\text{Rd}} = \Phi t_{\text{ef}} f_k / \gamma_M = 0,20 \times 115 \times 3,8 / 2,5 = 34,9\text{kN/m.}$
Comprobación resistente:	$N_{\text{Sd}} < N_{\text{Rd}}.$
	$N_{\text{Sd}} = \rho t_{\text{ef}} \gamma_G = 31,4\text{kN/m} < N_{\text{Rd}} = 34,9\text{kN/m. VALE}$

El ejemplo anterior cumple las condiciones resistentes con una holgura relativamente pequeña. Si la planta baja, como es habitual, tuviera una altura mayor, probablemente se vería comprometida su estabilidad a pandeo. Según esto, el límite para un correcto funcionamiento cuando el cerramiento es o debe comportarse como autoportante, se decanta en torno a las cuatro o cinco plantas. Las comprobaciones en este sentido habrá que hacerlas cuando la altura total del elemento esté en torno a esos valores. En el resto de los casos puede obviarse. No cabe duda de que la práctica de una junta horizontal en cabeza, que separe totalmente el cerramiento de los forjados, elimina el efecto indeseado de acumulación de carga, y todos los demás efectos relacionados con la implicación del cerramiento en la estructura (expansión por humedad, deformaciones incompatibles, etc.). Al análisis de este tipo constructivo dedicaremos los capítulos siguientes.

4.2. EDIFICIOS EN ALTURA. SOLUCIONES DE APOYO

Si el cerramiento se concibe en proyecto como “autoportante” o en cerramientos confinados entre forjados de edificios en altura, el efecto de acumulación de carga es inevitable. Sólo puede controlarse interrumpiendo la continuidad en altura, y disponiendo “apoyos”¹⁶ suficientemente rígidos cada un cierto número de plantas¹⁷, si no existen disponibles en la estructura portante del edificio.

¹⁶ En este caso la palabra “apoyo” indica la función estructura que debe tener el elemento interpuesto. Aquí si se trata de “sostener” el cerramiento, en el sentido coloquial de la palabra; a diferencia de la “entrega” requerida cuando se trata de “agarrar” para evitar el vuelco en los primeros casos analizados.

¹⁷ El análisis indicado en el apartado anterior indicará el número máximo de plantas entre apoyos, aunque constructivamente no es operativo pasar de dos.

El recurso de utilizar, como elemento auxiliar, perfiles metálicos continuos, es costoso y, sin embargo no resulta demasiado eficaz, a menos que los perfiles tuvieran unas proporciones exageradamente grandes en relación con su luz de flexión, es decir con la distancia entre los puntos de conexión al forjado. Un perfil de acero puede ser muy resistente, pero no puede competir en rigidez con un paño de fábrica de una o más plantas de altura. Si la flecha del paño, por la acción gravitatoria de su propio peso, es de un orden de magnitud inferior a la flecha producida en el perfil que debe sustentarlo, el apoyo no llega a producirse, simplemente por incompatibilidad de deformación.

Desde el punto de vista de la rigidez, el cerramiento se comporta una viga de gran canto, por eso tiene poca eficacia utilizar una viga, aunque sea metálica, para apoyar otra viga de rigidez mucho mayor. Solamente la sustentación en elementos infinitamente rígidos, como puede ser viga de cimentación, solera o cabeza de muro, pueden considerarse verdaderos “apoyos” para un paño de fábrica, los cuales, por tener impedida su deformación, pueden desarrollar la reacción correspondiente.

Si el cerramiento, desde el punto de vista de su posibilidad de deformación, se comporta como una viga, el recurso más rentable es convertirlo en viga también desde el punto de vista resistente. Esto se consigue sin más que incorporar el “tirante” del arco de descarga que se origina. Una pequeña cuantía de armadura dispuesta en las primeras hiladas es suficiente.

En estas condiciones, el paño de fábrica sólo precisa, como cualquier viga, puntos discontinuos de apoyo, más o menos separados según su capacidad resistente, resultando innecesaria la presencia del perfil auxiliar continuo.

De esta forma, con una mínima parte del acero que puede ahorrarse en el perfil innecesario, utilizado con la función de tirante, se consigue un aumento enorme del rendimiento mecánico de la solución. Y, lo que es incluso más importante, se provoca un funcionamiento estructural compatible en todo momento con las posibilidades de deformación del elemento, evitando el riesgo de fisuración.

Este tipo constructivo de cerramiento se aleja bastante de los tipos convencionales, por lo que volvemos a remitir al lector a la bibliografía especializada sobre el tema.

5. CERRAMIENTO CON JUNTA HORIZONTAL DE MOVIMIENTO

A lo largo del desarrollo de este documento, se han presentado numerosos casos y situaciones en los que, además de la comprobación de estabilidad y resistencia frente a las acciones que inciden directamente sobre los cerramientos, son necesarias comprobaciones adicionales para controlar efectos no deseados.

En su inmensa mayoría, los efectos no deseados proceden de acumulaciones de tensión provocadas por la interrelación del cerramiento con la estructura portante del edificio en la que se sustenta, y por la imposibilidad de movimiento en las coacciones.

Sólo se han presentado aquí los efectos que pueden ser cuantificados; las monografías sobre el tema indican otros muchos que no mencionamos porque no pueden controlarse mediante modelos de análisis establecidos, y su tratamiento sólo puede ser viable desde el punto de vista de la estimación de riesgos.

En cualquier caso, el criterio general para evitar esos efectos secundarios y las comprobaciones adicionales correspondientes, es siempre el mismo: liberar las coacciones que no sean imprescindibles para la estabilidad.

En este sentido, ya se ha indicado el procedimiento de conectar el cerramiento a los soportes, mediante elementos de anclaje que permitan doble libertad de movimiento, evitando así acumulaciones de tensión, con el consiguiente riesgo de aparición de fisuras que, en estos puntos, es muy difícil de controlar.

En cuanto al tipo de conexión a los forjados, existe un recurso recomendado en situaciones de alto riesgo de acumulación de tensión, tales como excesiva flexibilidad de la estructura, elevado índice de expansión por humedad, riesgo de pandeo por acumulación de carga, etc¹⁸. El recurso consiste en liberar la coacción en cabeza del cerramiento contra el forjado, mediante una junta horizontal que permita libertad de movimiento del paño en su propio plano.

18 El proyectista decidirá cuáles son las situaciones de alto riesgo. Insistimos en que sólo los resultados del análisis suministran los fundamentos para decidirlo. A obtener resultados se ha dedicado la mayor parte del contenido de este trabajo.

La disposición de esta junta libera, no sólo al cerramiento de las acciones transmitidas por el forjado; sino al proyectista de realizar las comprobaciones adicionales correspondientes. A cambio, no hay que perder de vista, que esta solución supone disminuir las condiciones de sustentación, por lo que es necesario un estudio más minucioso de la estabilidad, que el requerido para soluciones más convencionales.

Si en una placa a flexión, como es el caso que nos ocupa, se destruye la reacción en uno de los bordes, quedando disponibles los otros tres, el tipo de esfuerzo que se origina en el traslado de fuerzas a los bordes coaccionados, sigue siendo el de flexión bidireccional, en mayor o menor medida, según las dimensiones de los lados.

Si también se reduce o se destruye la reacción en la base, por la interposición de una barrera antihumedad, por ejemplo, el esfuerzo degenera en flexión unidireccional; de manera que el cerramiento se comporta, ante la acción de viento, como una viga entre soportes, a flexión horizontal.

En cualquier caso, la presencia de una junta horizontal en cabeza, hace imprescindible para la estabilidad del cerramiento, la existencia de soportes o, en su defecto, de elementos verticales resistentes a flexión, que podrán estar exentos, embutidos o en forma de armaduras verticales incorporadas en el interior de la fábrica.

En los apartados siguientes se expone el método de análisis y comprobación que corresponde a cada uno de los casos descritos, basado en las prescripciones y tablas contenidas en el EC-6, parte 1-3.

En todos los casos, se supone que el cerramiento pasa por delante de los soportes manteniendo todo su espesor, y conectándose a los mismos mediante puntos de anclaje de los descritos anteriormente; o, en el caso de elementos verticales intercalados, se supone que éstos quedan embutidos en la masa de la fábrica; sin interrumpir, en ningún caso, la continuidad en la sustentación.

5.1. FUNCIONAMIENTO EN PLACA

Como se ha indicado anteriormente, esta situación corresponde a los casos en los que el cerramiento se sustenta en la base, con anclajes a soportes y/o con elementos verticales intercalados, y junta horizontal de movimiento en cabeza.

El método de análisis para la verificación de las condiciones resistentes ya se indicó en el apartado 3.2. La circunstancia de que el número de bordes de apoyo sean tres o cuatro, no modifica en absoluto el procedimiento.

Con objeto de ilustrar el método y dar una idea del orden de magnitud de los resultados, se analiza el mismo ejemplo del apartado 3.2, eliminando la sustentación en cabeza. Se ha modificado la luz entre soportes, utilizando 5,00m; por ser una dimensión más habitual en las estructuras porticadas actuales.

Con luces entre soportes de 5,00m; la resistencia de la fábrica es insuficiente para resistir la acción de viento. Omitimos, por innecesario, el cálculo correspondiente. Sin embargo, ello sirve de pretexto para indicar dos recursos disponibles en esta situación.

Un recurso consiste en intercalar soportes, pilastras o costillas, entre los existentes, reduciendo de este modo la luz de flexión a la mitad.

Otro recurso consiste en mantener la luz de flexión en 5,00m; pero colocando armadura de tendel para incrementar la capacidad resistente a flexión horizontal de la fábrica.

En los ejemplos 6 y 7 se desarrolla pormenorizadamente el procedimiento a seguir en cada caso.

EJEMPLO 6:
CERRAMIENTO CON JUNTA EN CABEZA
ANCLAJES A SOPORTES. Luz: 5,00m.
PILASTRAS INTERCALADAS

Características geométricas:

Paño apoyado en tres bordes, con laterales en continuidad (tipo C, Tabla 4.1 de EC-6).

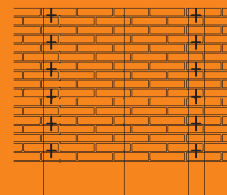
Altura libre entre plantas:	$h=2,70\text{m.}$
Luz entre soportes:	$5,00\text{m.}$
Luz entre apoyos verticales	$L=2,50\text{m}$
Espesor eficaz:	$t_{ef}=115\text{mm}$

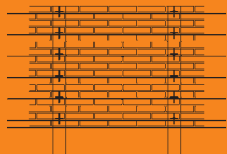
Características mecánicas:

Resistencia a compresión de la fábrica:	$f_k=3,8\text{N/mm}^2.$
Resistencia a flexión paralela a los tendeles:	$f_{xk1}=0,20\text{N/mm}^2.$
Resistencia a flexión perpendicular a los tendeles:	$f_{xk2}=0,1f_k=0,38\text{N/mm}^2.$
Módulos resistentes por unidad de longitud/altura:	$Z_1=Z_2=t_{ef}^2/6=2204\text{mm}^2.\text{m}$
Valor característico de la acción de viento:	$w_p=0,6\text{kN/m}^2.$
Coefficiente de seguridad de la fábrica:	$\gamma_M=2,5$
Coefficiente de seguridad de acciones:	$\gamma_f=1,50$
Peso propio de la fábrica:	$\rho=15\text{kN/m}^3.$

Parámetros de cálculo:

Tensión normal debida a p.propio (en base):	$\sigma_{dp}=15\text{kN/m}^3 \times 2,70\text{m}=0,04\text{N/mm}^2.$
Resistencia a flexión aparente paralela a tendeles.	$f_{xk1,aparente}=f_{xk1}+\gamma_M \sigma_{dp}=0,301\text{N/mm}^2.$
Momento flector último en flexión vertical:	$M_{Rd,1}=Z_1 \cdot f_{xk1,aparente}/\gamma_M=0,266\text{m.kN/m}$
Momento flector último en flexión horizontal:	$M_{Rd,2}=Z_2 \cdot f_{xk2}/\gamma_M=0,335\text{kN.m/m}$
Rateo ortogonal:	$\mu=f_{xk1,aparente}/f_{xk2}=0,79$
Relación de dimensiones:	$h/L=1,08$
Valor del coeficiente α de flexión horizontal:	$\alpha=0,044$
Valor del momento de cálculo a flexión vertical:	$M_{Sd,1}=\mu \cdot \alpha \cdot w_p \cdot \gamma_f \cdot L^2=0,79 \times 0,044 \times 0,6 \times 1,50 \times 2,50^2=0,196\text{m.kN/m}$
Valor del momento de cálculo a flexión horizontal:	$M_{Sd,2}=\alpha \cdot w_p \cdot \gamma_f \cdot L^2=0,044 \times 0,6 \times 1,50 \times 2,50^2=0,248\text{m.kN/m}$
Comprobación resistente:	$M_{Sd,1}=0,196\text{mkN/m} < M_{Rd,1}=0,266\text{m.kN/m. VALE}$ $M_{Sd,2}=0,248\text{mkN/m} < M_{Rd,2}=0,335\text{m.kN/m. VALE}$





EJEMPLO 7: CERRAMIENTO CON JUNTA EN CABEZA ANCLAJES A SOPORTES. Luz: 5,00m. ARMADURA DE TENDEL

Características geométricas:

Paño apoyado en tres bordes, con laterales en continuidad (tipo C, Tabla 4.1 de EC-6).	
Altura libre entre plantas:	$h = 2,70\text{m}$.
Luz entre soportes:	$L = 5,00\text{m}$.
Espesor eficaz:	$t_{ef} = 115\text{mm}$
Armadura de tendel:	$\Phi 4\text{mm}$ cada 48cm

Características mecánicas:

Resistencia a compresión de la fábrica:	$f_k = 3,8\text{N/mm}$
Resistencia a flexión paralela a los tendeles:	$f_{xk1} = 0,20\text{N/mm}$
Cuantía de la armadura de tendel (F4 cada 60cm):	$A_s = 26,18\text{mm}^2/\text{m}$.
Capacidad mecánica de la armadura de tendel:	$U_s = 11,38\text{kN/m}$.
Brazo de palanca de la armadura:	$z = 80\text{mm}$.
Módulos resistentes por unidad de longitud/altura:	$Z_1 = Z_2 = t_{ef}^2/6 = 2204\text{mm}^2/\text{m}$.
Valor característico de la acción de viento:	$w_p = 0,6\text{kN/m}^2$.
Coefficiente de seguridad de la fábrica:	$\gamma_M = 2,5$
Coefficiente de seguridad de acciones:	$\gamma_f = 1,50$
Coefficiente de seguridad del acero:	$\gamma_s = 1,15$
Peso propio de la fábrica:	$\rho = 15\text{kN/m}^3$.

Parámetros de cálculo:

Tensión normal debida a p.propio (en base):	$\sigma_{dp} = 15\text{kN/m}^3 \times 2,70\text{m} = 0,04\text{N/mm}^2$.
Resistencia a flexión aparente paralela a tendeles:	$f_{xk1,aparente} = f_{xk1} + \gamma_M \sigma_{dp} = 0,301\text{N/mm}^2$.
Momento flector último en flexión vertical:	$M_{Rd,1} = Z_1 \cdot f_{xk1,aparente} / \gamma_M = 0,266\text{m.kN/m}$.
Momento flector último en flexión horizontal:	$M_{Rd,2} = U_s \cdot z = 0,910\text{kN.m/m}$.
Rateo ortogonal:	$\mu = M_{Rd,1} / M_{Rd,2} = 0,29$
Relación de dimensiones:	$h/L = 0,54$
Valor del coeficiente α de flexión horizontal:	$\alpha = 0,040$
Valor del momento de cálculo a flexión vertical:	$M_{Sd,1} = \mu \cdot \alpha \cdot w_p \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,29 \times 0,040 \times 0,6 \times 1,50 \times 5,00^2 = 0,261\text{m.kN/m}$
Valor del momento de cálculo a flexión horizontal:	$M_{Sd,2} = \alpha \cdot w_p \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,040 \times 0,6 \times 1,50 \times 5,00^2 = 0,900\text{m.kN/m}$
Comprobación resistente:	$M_{Sd,1} = 0,261\text{mkN/m} < M_{Rd,1} = 0,266\text{m.kN/m}$. VALE $M_{Sd,2} = 0,900\text{mkN/m} < M_{Rd,2} = 0,910\text{m.kN/m}$. VALE

5.2. FUNCIONAMIENTO EN VIGA

Esta situación corresponde al caso de cerramientos con junta horizontal en cabeza, y reacción en base poco fiable, por la presencia de láminas o barreras interpuestas.

El modelo de análisis es el más sencillo de todos, aunque el rendimiento mecánico también es el menor de todos los descritos con junta horizontal.

En este caso, el cerramiento funciona como una viga, sustentada en los soportes, y solicitada a flexión horizontal producida por la acción de viento. Debido a que la flexión vertical no interviene, no es necesario realizar prorrateo de resistencias, por lo que se pueden omitir tanteos previos en el proceso de dimensionado, obteniéndose directamente la luz máxima entre soportes, en función de la capacidad resistente; o, viceversa, la capacidad resistente necesaria para una luz entre soportes predeterminada.

Los resultados no difieren sustancialmente de la situación anterior, en la que la resistencia a flexión vertical contribuye poco en la respuesta mecánica.

La comprobación de resistencia puede plantearse en los siguientes términos:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

siendo:

M_{Sd} : momento flector de cálculo por la acción de viento = $w_p \gamma_f h^2 / 16$

M_{Rd} : capacidad resistente de la sección

- sin armadura: $M_{Rd} = Z_2 \cdot f_{yk,2} / \gamma_M = t_{ef}^2 \cdot f_{yk,2} / 6 \cdot \gamma_M$

- con armadura: $M_{Rd} = U_s \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$

donde:

A_s : área de armadura por unidad de altura = $\pi \Phi^2 / 4s$

f_{yd} : resistencia de cálculo de la armadura = f_{yk} / γ_s

z : brazo eficaz de la armadura

Debido a la sencillez del procedimiento, en lugar de ilustrarlo con un ejemplo, procedemos, a continuación, a tabular las distancias máximas entre soportes o pilastras, para soluciones con y sin armadura, y para diferentes cuantías de ésta. Los parámetros relativos a las características geométricas y mecánicas son siempre los mismos, con objeto de poder comparar los resultados.

Para una presión de viento $w_p = 0,6 \text{ kN/m}^2$ y una resistencia a flexión horizontal de valor $f_{yk,2} = 0,38 \text{ N/mm}^2$, se obtienen las siguientes distancias máximas entre elementos verticales de sustentación:

Sin armadura:	$L_{m\acute{a}x} = 2,44 \text{ m}$
Con armadura $\Phi 4 \text{ mm}/60 \text{ cm}$ (10 hiladas):	$L_{m\acute{a}x} = 3,60 \text{ m}$
Con armadura $\Phi 4 \text{ mm}/48 \text{ cm}$ (8 hiladas):	$L_{m\acute{a}x} = 4,00 \text{ m}$
Con armadura $\Phi 4 \text{ mm}/36 \text{ cm}$ (6 hiladas):	$L_{m\acute{a}x} = 4,60 \text{ m}$
Con armadura $\Phi 5 \text{ mm}/48 \text{ cm}$ (8 hiladas):	$L_{m\acute{a}x} = 5,00 \text{ m}$
Con armadura $\Phi 5 \text{ mm}/36 \text{ cm}$ (6 hiladas):	$L_{m\acute{a}x} = 5,75 \text{ m}$

El único cálculo adicional que requiere esta solución se refiere al dimensionado de los elementos auxiliares, tales como los anclajes a los soportes existentes y, en caso de ser necesarias, las pilastras verticales intercaladas entre los mismos.

Los anclajes deben resistir un esfuerzo normal (de compresión o tracción, según se trate de presión o succión, respectivamente) igual a la resultante de la acción total de viento entre sustentaciones verticales.

Las pilastras intercaladas deben transmitir, a flexión vertical, esa misma resultante a los forjados en los que se sustentan.

6. CONCLUSIÓN

Para terminar, resumimos en este capítulo, la conclusión de carácter general que se ha pretendido inculcar a lo largo de todo el desarrollo del trabajo.

El mensaje fundamental que deseamos transmitir es que el tipo constructivo objeto de este estudio, concretamente el cerramiento de ladrillo a cara vista, sustentado en la estructura portante del edificio, dispone de todos los requisitos necesarios para un correcto funcionamiento. Esta es la razón que le ha permitido sobrevivir, a pesar de los cambios radicales producidos en el modo de concebir, diseñar y construir los edificios.

Los procedimientos, más o menos novedosos, que ofrece la técnica actual para mejorar el comportamiento mecánico y funcional de los cerramientos de ladrillo, deben servir, por encima de cualquier otro objetivo, para aumentar su campo de aplicación; permitiendo su utilización en situaciones que, en otro tiempo, hubieran supuesto un reto difícilmente resoluble; pero en ningún caso deben servir de argumento para descalificar una solución tradicional, que cuenta con una aceptación indiscutible, tanto por parte de los que proyectamos, como por parte del consumidor final.

Los modelos de análisis y el conocimiento acerca del comportamiento mecánico de los materiales, afortunadamente, progresan a la misma velocidad que los recursos técnicos, razón por la cual, cada vez existen más argumentos, y no menos, para justificar la validez de una solución que fue tradicional, y está evolucionando.

Confiamos en que esta modesta aportación resulte de utilidad, no sólo al proyectista que elige este tipo constructivo, para que pueda hacerlo con la confianza que proporciona el conocimiento de lo que se utiliza, sino también a los que tienen la difícil tarea de supervisar y dictaminar, para que lo hagan con la actitud del que se encuentra ante un elemento que, no por tradicional, deja de tener infinidad de posibilidades.

María Concepción del Río Vega
Doctor Arquitecto

Madrid, Septiembre de 2003